

## 超高送電鉄塔の動的試験とその耐震性に関する検討

DYNAMIC TESTS AND SEISMIC ANALYSES OF HIGH STEEL  
TOWERS OF ELECTRICAL TRANSMISSION LINE小坪 清真\*・高西 照彦\*\*・烏野 清\*\*\*・園田 敏矢\*\*\*\*  
By Seima KOTSUBO, Teruhiko TAKANISHI, Kiyoshi UNO  
and Toshiya SONODA

## 1. ま え が き

近年、わが国においては、電力の需要はますます増加する傾向にあり、特に、大きな都市においては一層それが著しいようである。そのため、大規模な原子力発電所や火力発電所が各地に建設されつつある。発電所の建設には良好な基礎地盤を有する広い敷地が必要であり、これを都市内に求めることは、現在では非常に困難になっている。したがって、勢い発電所を都市からはるか遠く離れた所に選ばなければならないようになってきている。

このような事情から、高電圧（500 kV あるいはそれ以上）・大容量の電力を遠隔地に送電することが必要となり、そのため送電鉄塔はますます大型化（高さ 100 m あるいはそれ以上）しつつある。鉄塔が大型化してくると腕金も大きくなり、また大容量の電力を送電するために架線の断面積が増大し、しかもその本数も多くなる。したがって、これらの大型鉄塔は架線や腕金の影響を強く受けて、従来の鉄塔に比べてその動的特性が異なってくるものと予想される。

一般に、送電鉄塔の設計に対しては、風荷重が支配的な荷重となることが知られており、送電用支持物設計標準<sup>1)</sup>においても、風荷重に関しては詳細な規定がなされているが、地震荷重に関しては特に規定がなされておらず、特殊な支持物などで地震荷重が支配的な荷重となる場合には、震度法によって耐震性の検討をすることが推奨されている。しかし、前記のような超高送電鉄塔の設計に際しては、地震荷重が支配的な荷重となる場合が生じ得ることも予想され、その耐震性を考えるとき、文献 6) に述べてあるような静的な震度法による検討だけでは不

十分ではないかと思われる。

現在までに、この種の大型鉄塔の耐震性に関して、動的な方法によって検討を加えた報告例は、公表されたものは著者らの知るかぎり少ないようである。

石崎<sup>2)</sup>らは、台風によって倒壊した送電鉄塔の倒壊原因を明らかにすることを目的として、高さ約 40 m の試験鉄塔を製作して、その静的荷重試験および自由振動試験を実施し、主として当該鉄塔の耐風安全性に関する詳細な研究を行い、いくつかの貴重な結果を得ている。

Kempner<sup>3)</sup>らは、高さ約 50 m の連続する 6 基の鉄塔からなる実規模試験用の鉄塔-架線系に対して、種々の静的および動的試験を行い、主として鉄塔単体の固有振動数と振動形について、理論と実験の結果がよく一致したことを報告している。

一般に、送電鉄塔は架線を通じて隣接された鉄塔との間に動的相互作用を生じるため、その振動性状は単純なものではなく、鉄塔の耐風および耐震安全性を考えるうえで、架線の影響を無視することはできないものと思われる。上記の石崎<sup>2)</sup>らおよび Kempner<sup>3)</sup>らの研究は、いずれももっぱら単体としての鉄塔の動的挙動に関するものであって、架線を仲介とした鉄塔群の動的相互作用に関してはほとんど言及されていないといってもよい。

著者らは、昭和 50 年以来現在までに、各種の超高送電鉄塔に対して、常時微動観測および起振機による振動試験を実施してきた。

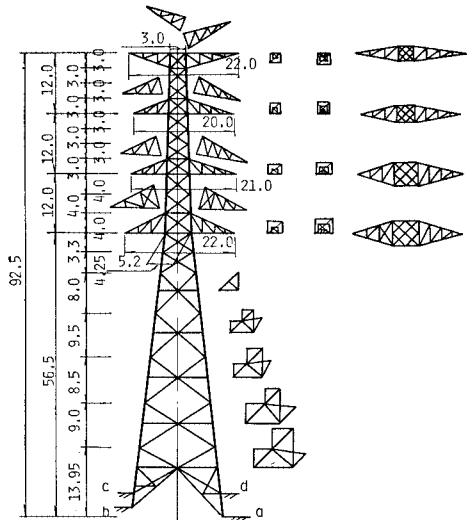
昭和 55 年に、著者らは九州電力南九州幹線送電系統中の相続く 3 基の鉄塔に対して、振動試験を実施する機会が与えられたので、架線の架設前後に常時微動観測および起振機を用いた振動試験を行った。

本論は、① 主として鉄塔の振動特性に及ぼす架線および隣接鉄塔の動的効果について検討を行い、② 続いて、鉄塔の振動特性の理論的計算と地震応答計算を行って、その耐震性について検討し、将来この種の鉄塔の設計において、動的な耐震計算が必要であるかどうかにつ

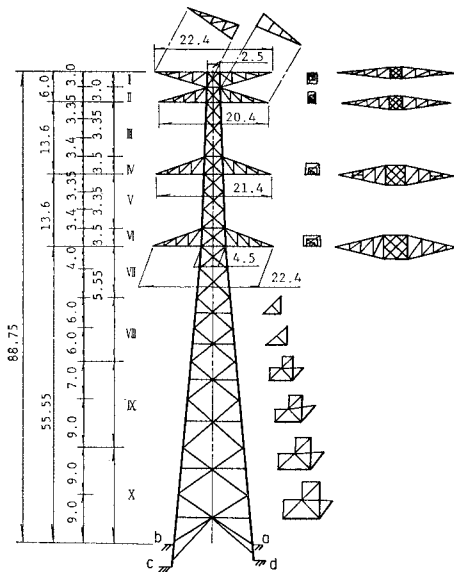
\* 正会員 工博 九州大学教授 工学部土木工学科  
\*\* 正会員 工博 九州工業大学助教授 開発土木工学科  
\*\*\* 正会員 工博 九州大学助教授 工学部土木工学科  
\*\*\*\* 正会員 九州大学助手 工学部土木工学科

いての検討を行った。

## 2. 振動試験

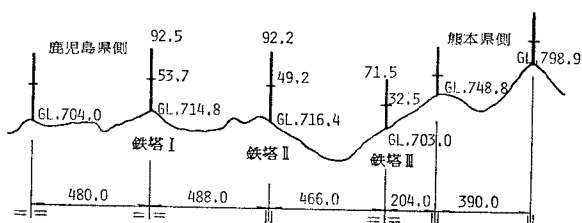


(a) 鉄塔 I



(b) 鉄塔 II

図一 送電鉄塔一般図 (単位: m)



図二 送電鉄塔の配置と地形断面 (単位: m)

表一 鉄塔の仕様および特性等

	鉄塔 I	鉄塔 II	鉄塔 III
形式	耐張形 (HB <sub>1a</sub> )	懸垂形 (HA 45)	耐張形 (HB <sub>2</sub> )
塔高 (m)	92.5	92.2	68.5
重量 (tf)	79.8	71.4	54.2
a脚*を基準とした主脚の支点の高さ (m)	a = 0 b = +2 c = +5 d = +5	a = 0 b = 0 c = -3 d = -1.5	a = 0 b = +1 c = +3 d = +3
腕金	左右非対称	左右対称	左右非対称
碍子	320 mm 懸垂碍子 34 個 2 連. 重量 2900 kgf/支持点	320 mm スモッグ碍子 29 個 2 連. 重量 950 kgf/支持点	320 mm 懸垂碍子 34 個 2 連. 重量 2900 kgf/支持点
サグ (m)	32.7		31.5
サグ比	0.0671		0.0676

\* 送電線路の交電側に向かって手前右脚を a 脚とし、時計回りに順次 b, c, d 脚と名付ける。

### (1) 送電鉄塔の概要

振動試験の対象とした鉄塔は、九州電力南九州幹線送電系統中の鉄塔 No. 239, 240, 241 の 3 基 (熊本県人吉市と鹿児島県大口市の間) である。以後本論では、鉄塔 No. 239, 240, 241 をそれぞれ鉄塔 I, II, III とよぶことにする。各鉄塔の一般図を 図一 (a), (b) に示す (鉄塔 III は I とほぼ同型である)。

各鉄塔の特性および仕様等を 表一 に示す。

各鉄塔の 4 本の主脚およびそれぞれ 4 つの主構面を構成するトラス部材には、中空の鋼製円形パイプ (STK 55 あるいは 41) が用いられており、その他の部材には山型鋼 (SS 55 および 41) が用いられている。

送電電圧は 500 kV、回線数は 2cct である。

電力線は TACSR 810<sup>□</sup> 4 導体、外径 38.4 mm、自重 2.7 kgf/m、最大使用張力 5 000 kgf/条 であり、架空地線は AS 100<sup>□</sup>、外径 16.0 mm、自重 0.698 1 kgf/m、最大使用張力 2 300 kgf である。

図二 に各鉄塔の配置と地形断面とを示す。図二 に示された各鉄塔の中心を結ぶ直線の水平面内における相対的なふれの角度は 0~7° であって、特に鉄塔 I, II, III は一直線上に並んで建設されている。

各鉄塔の 4 本の主脚はそれぞれ土中に埋設された逆 T 字型の鉄筋コンクリート製の基礎によって堅固に支えられており、その大きさは高さが 5.3 m、下板の大きさは 4.5 m × 4.5 m、厚さ 1 m、柱は円錐台形をなしており、上面の直径は 0.95 m、下面のそれは 1.65 m である。

### (2) 架線架設前の鉄塔に対する振動試験

架線が架設される前に、3 基の鉄塔に対してそれ

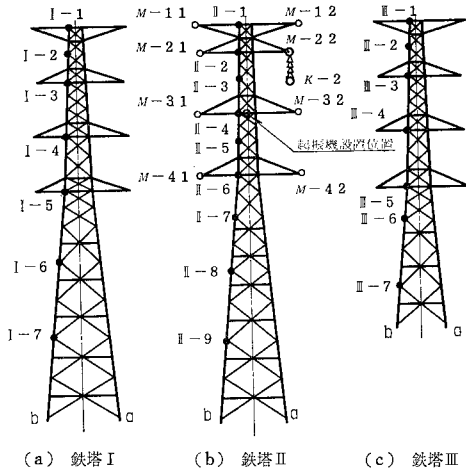


図-3 送電鉄塔と測点

それぞれ常時微動による振動試験を行った。

常時微動による構造物の振動試験法ならびにデータ解析法については、その詳細がすでに著者らによって公表<sup>3)</sup>されているので、ここでは、それについては以下に簡単に述べる。

まず、適当な換振器を用いて、それを被試験体の適当な場所に設置する。次に、約 10 分間程度連続して常時微動観測を行って、その出力をデータレコーダーに記録する。得られたデータに電子計算機処理を施してパワースペクトルを求めれば、そのピーク値から被試験体の固有振動数を、パワースペクトルの形から減衰定数を定めることができる。さらに、各測点におけるスペクトルのピーク値と基準として選んだ測点におけるそれとの比の平方根から、被試験体の振動形を定めることができる。

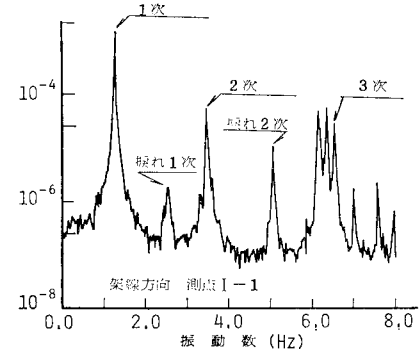
試験には、換振器として速度型電磁式地震計(感度 2 volt/kine, 固有振動数 0.3 Hz)を用いた。

測点は 図-3 に示すように、鉄塔 I では主脚 b 上に 7 点 (I-1~7)、II では主脚 b 上に 9 点 (II-1~9)、III でも同じく主脚 b 上に 7 点 (III-1~7) の測点を設けた。主脚 b 上には鉄製の架台を取り付けて測点とし、その上に地震計を設置した。

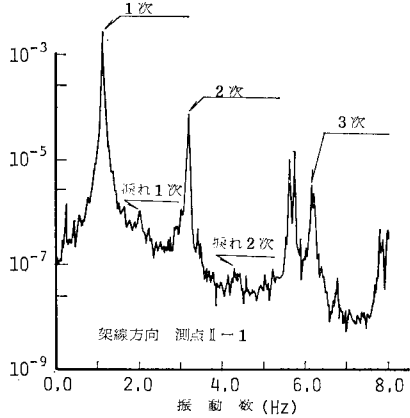
試験は、地震計の向きを 90° 変えることによって、それぞれ架線方向および架線直角方向の 2 方向について常時微動の計測を行った。

測定時の風速は 2~6 m/s 程度で、鉄塔の天端における変位は常に 1 mm を超えることはなかった。

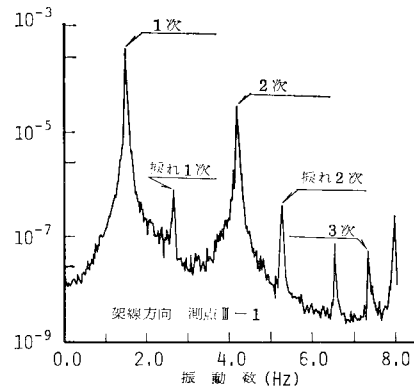
各鉄塔のすべての測点において得られたデータを前論<sup>3)</sup>の方法に従って処理してパワースペクトルを求めた。その一例を 図-4, 5 に示す。図-4 (a), (b), (c) は架線方向振動に対する、図-5 は架線直角方向振動に対する測点 II-1 のパワースペクトルである。各測点におけるパワースペクトル図から、それぞれの鉄塔に対する



(a) 鉄塔 I (架線前)



(b) 鉄塔 II (架線前)



(c) 鉄塔 III (架線前)

図-4 パワースペクトル図

固有振動数が得られる。それを表-2 の第 3, 4, 5 欄に示す。また、前論<sup>3)</sup>の方法に従って求めた各振動次数に対する減衰定数の値を表-3 の第 3, 4, 5 欄に示した。

図-4, 5 に示したパワースペクトル図をみると、6 Hz 以上の高い振動数領域において多くのピークが生じていることがわかる。このピークは、同一の鉄塔についてすべての測点において同一の振動数の点で生じていないようなピークであり、発生位置は測点によって一定していない。これは後述の起振機による振動試験の結果からも

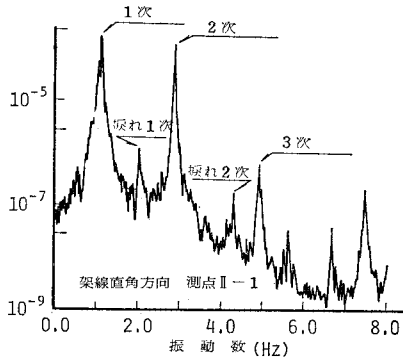


図-5 パワースペクトル図(鉄塔Ⅱ 架線前)

表-2 鉄塔の固有振動数 (Hz)

振動次数	常時微動試験						起振機試験	
	架線前			架線後			架線後	
	架線方向	架線直角方向	ねじれ動	架線方向	架線直角方向	架線方向	架線直角方向	
鉄塔Ⅰ	1	1.29	1.28	2.52	1.27	1.32	1.26	1.32
	2	3.50	3.31	5.06	3.40	3.25	3.38	3.32
	3	6.18	5.89	—	6.25	6.20	6.21	6.19
鉄塔Ⅱ	1	1.12	1.14	2.06	1.15	1.12	1.15	1.14
	2	3.20	2.91	4.34	3.22	2.78	3.24	2.94
	3	6.20	4.95	—	6.22	4.66	6.02	4.65
鉄塔Ⅲ	1	1.49	1.47	2.65	1.44	1.49	—	1.49
	2	4.02	3.91	5.26	4.08	3.88	4.08	—
	3	7.34	7.02	—	7.13	6.84	7.18	—

表-3 鉄塔の減衰定数 (%)

振動次数	常時微動試験						起振機試験	
	架線前			架線後			架線後	
	架線方向	架線直角方向	ねじれ動	架線方向	架線直角方向	架線方向	架線直角方向	
鉄塔Ⅰ	1	0.49	0.69	0.87	1.71	1.34	1.60	1.52
	2	0.52	0.28	0.37	1.38	0.87	1.45	0.94
	3	0.38	0.22	—	0.58	0.39	1.04	—
鉄塔Ⅱ	1	1.16	1.29	0.78	1.39	1.69	1.53	1.97
	2	0.22	0.36	0.41	1.33	0.85	1.70	0.85
	3	0.24	0.34	—	0.64	1.28	1.62	1.20
鉄塔Ⅲ	1	1.03	0.80	0.47	1.22	0.84	—	1.32
	2	0.40	0.45	0.20	0.73	0.92	0.88	—
	3	0.21	0.34	—	0.47	0.80	0.81	—

確かめられるように、その測点付近に存在する部材が部分共振を生じたために現われたピークであろうと思われる。このような鉄塔の固有振動数と思われぬピークについては、その振動数における振動形の直交性を調べたところ、直交性が成立しないことがわかったので、それらは鉄塔の固有振動数ではないと判断した。

前述の測点配置に対して得られたデータからは、鉄塔のねじれ振動を検出することは一見不可能であるように思える。しかし、もしねじれ振動が生じていれば、各測点における変位ベクトルは、それぞれ架線方向および架

線直角方向の変位成分を同時にもつことになる。したがってそのような場合には、たとえば鉄塔Ⅱについては図-4 (b) と 図-5 において、同じ振動数のところでパワースペクトルが同時にピークを示すはずである。表-2 の第5欄に示した鉄塔のねじれ振動に対する固有振動数の値は、上記のような考えをもとにして得られた振動形から判断してこれを定めたものである。

常時微動測定によって得られた振動形の一例を 図-6 (a)~(f) に○印で示した。同図はすべて鉄塔Ⅱに対する結果である。

### (3) 架線架設後の鉄塔に対する振動試験

架線が架設された後に、前記の連続した3基の鉄塔群に対して、起振機を用いた振動試験と常時微動観測とを行った。

#### a) 起振機試験について

起振機試験においては、起振機は鉄塔Ⅱに設置した。その位置は、図-3 (b) に示す点に選んだ。

起振機の加振方向は架線平行方向および架線直角方向の2方向とし、それぞれの方向に対して3基の鉄塔の各測点における共振曲線を求め、これより各鉄塔の振動特性(固有振動数、振動形、減衰定数)を求めた。また鉄塔Ⅱについては、共振時における主脚の軸ひずみと基礎の上下変位とを計測して、鉄塔基礎の上下方向ばね定数を算出した。

測点は図-3 に示すように、鉄塔ⅠではⅠ-1、Ⅰ-3~5の4点、鉄塔ⅡではⅡ-1~9およびM-11~42、K-1、2の19点、鉄塔ⅢではⅢ-1、Ⅲ-3~5の4点である。懸垂型鉄塔における架線の動的変位および腕金と架線との相対変位を知るために、鉄塔Ⅱの碍子の上(測点M-22と同じ点)に測点K-1を、碍子の下に測点K-2を設けた。

換振器としては、鉄塔Ⅰ、Ⅲの各測点には感度のよいサーボ加速度計(感度3 volt/Gおよび1 volt/G、固有振動数400 Hz)を、鉄塔Ⅱの測点中Ⅱ-1~9およびM-11~42にはひずみ式加速度計(固有振動数20 Hzおよび60 Hz、容量±1 Gおよび±2 G)を、K-1、2にはサーボ加速度計を用いた。

架線方向に加振する場合には、すべての測点の換振器を架線方向水平の加速度成分をピックアップするように設置した。架線直角方向に加振する場合には、腕金の回転変位を求めるために、測点M-11~42における換振器のみを上下方向の加速度成分をピックアップするように設置したが、他の測点における換振器は架線直角水平方向の加速度成分をピックアップするように設置した。

鉄塔Ⅱの上下方向のばね定数を求めるために、4本の主脚の基礎の天端に速度型電磁式地震計を設置し、さら

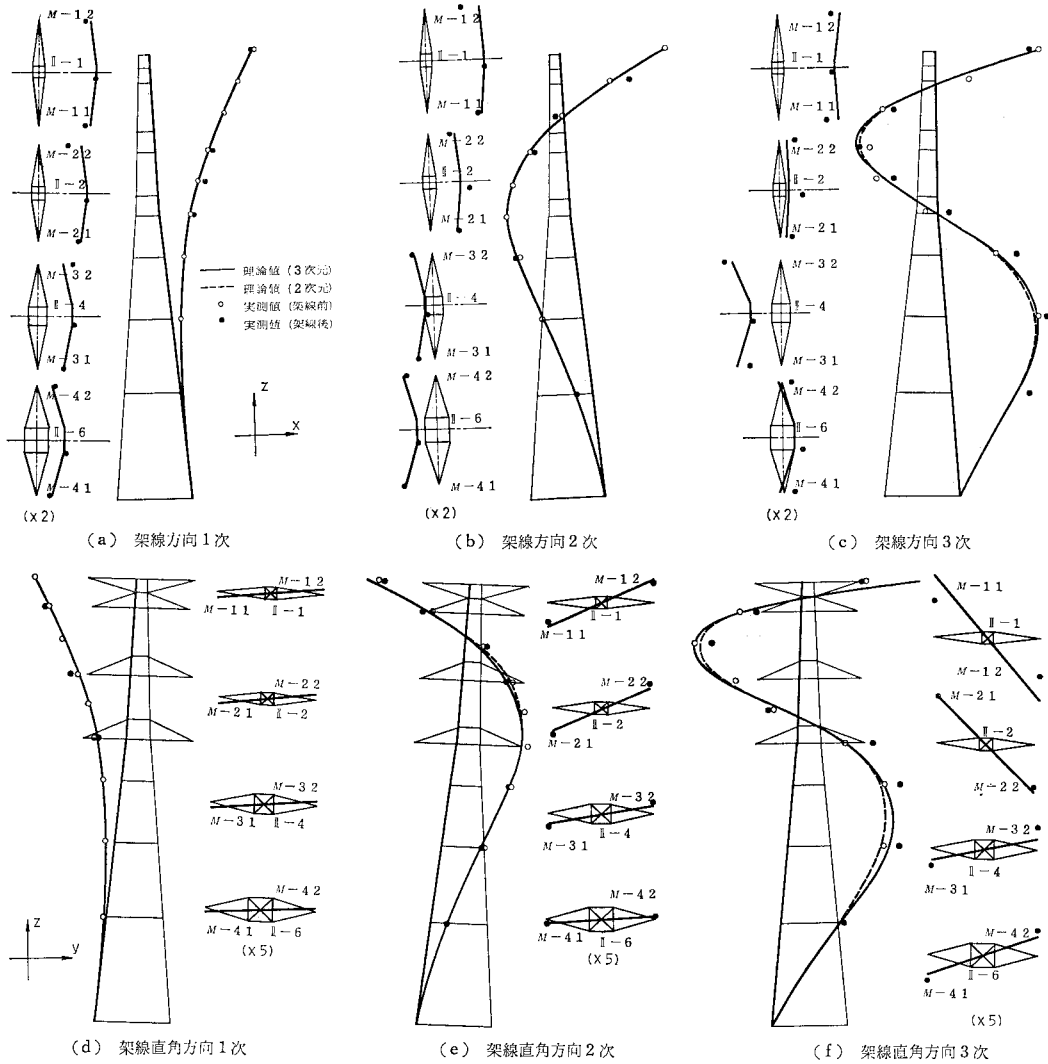


図-6 鉄塔の振動形 (実測値と理論値)

に主脚の軸応力を求めるために基礎直上の主脚にひずみゲージを貼付した。

起振機試験は各加振振動数に対して、起振力を最大にして行った。ここで、起振力  $P(\text{kgf})$  は振動数を  $f(\text{Hz})$  とすれば、 $P=30f^2$  で与えられる。

起振機試験によって得られた各鉄塔の共振曲線の一例を図-7, 8 に示す。

図-7 は架線方向加振に対する測点 I-1, II-1, III-1 の共振曲線を、図-8 は架線直角方向加振に対する測点 II-1 のそれである。

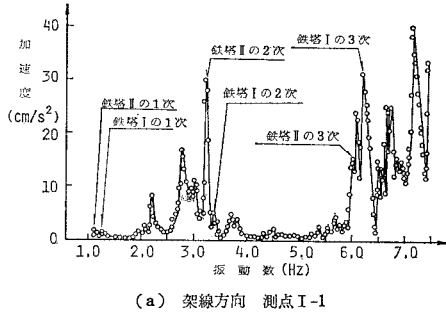
共振曲線から得られた固有振動数を表-2 の第 8, 9 欄に、減衰定数を表-3 の第 8, 9 欄に示す。また各測点の共振曲線から求めた振動形を、鉄塔 II についてのみ図-6 中の●印で表わした。同図で○印と●印とが重なる場合には、●印を省略して○印のみとした。

図-6 においては、腕金に対する振動形も同時に●印で示しているが、その大きさは架線方向については 1/2 倍に、架線直角方向については 1/5 倍に縮尺して表示している。なお、図-6 (d) の腕金に対する実測値は得られていない。

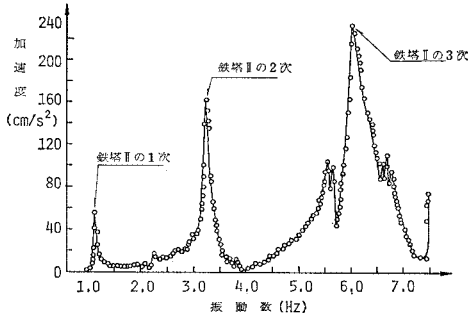
鉄塔 II について、その各共振時において、鉄塔の基礎の直上の主脚の軸ひずみを測定し、同時に基礎の天端の上下変位を計測した。

表-4 に主脚最下端の軸ひずみの値を示した。この値は測点 II-1 が 1 cm 変位したときの値に換算し直してある。

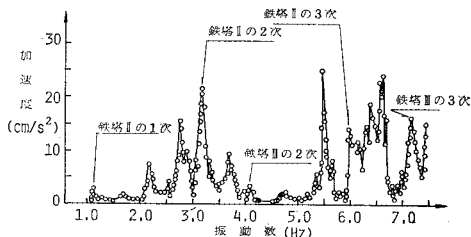
表-5 は、鉄塔 II の主脚 1 本に対する基礎の上下方向ばね定数の値を示したもので、鉄塔が架線直角方向 1 次の共振状態 (振動数 1.14 Hz, 測点 II-1 の加速度 13.8  $\text{cm/s}^2$ ) にある場合に、鉄材の弾性係数を  $2.1 \times 10^{10} \text{ kgf/}$



(a) 架線方向 測点I-1

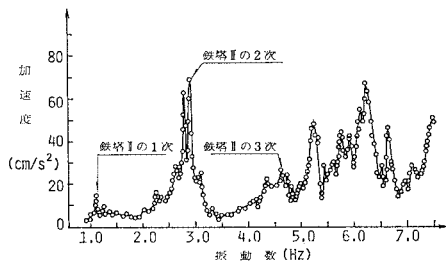


(b) 架線方向 測点II-1



(c) 架線方向 測点III-1

図一七 共振曲線



図一八 共振曲線 (架線直角方向 測点II-1)

$m^2$  として主脚の軸ひずみと基礎の上下方向変位とから算出した。

**b) 常時微動観測について**

測点は起振機試験の場合とまったく同じである。換振器についても測点 II-1~9 に対して、ひずみ式加速度計の代わりに感度のよい速度型電磁式地震計を用いたほかは、起振機試験の場合と同じものを使用した。

観測は架線方向、架線直角方向の2方向について行った。

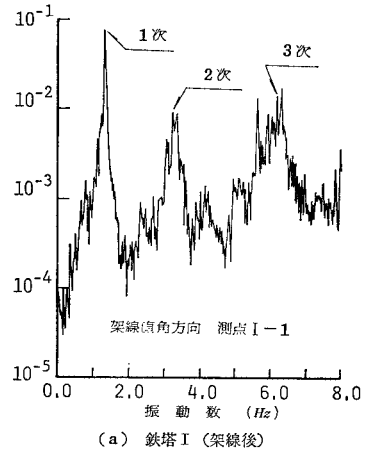
表一四 鉄塔 II の主脚のひずみ ( $\times 10^{-6}$ )

振動方向	振動次数	測点 II-1 が 1cm 変位したときの基礎直上の主脚のひずみ ( $\times 10^{-6}$ )			
		主脚 a	主脚 b	主脚 c	主脚 d
架線方向	1	7.77	7.20	7.68	8.38
	2	20.8	18.5	20.2	22.0
	3	142	152	153	164
架方線直角方向	1	7.55	7.01	7.09	8.31
	2	19.2	18.1	17.0	16.7
	3	142	225	181	142

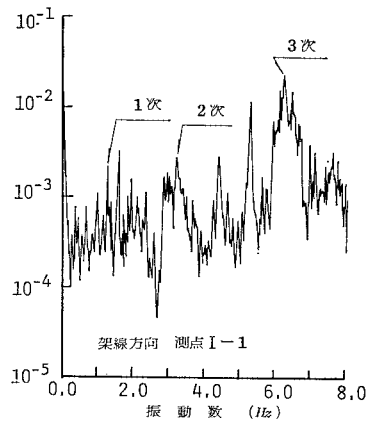
表一五 鉄塔 II の基礎の上下方向ばね定数

(架線直角方向 1次共振時 測点 II-1 の加速度振幅 =  $13.8 \text{ cm/s}^2$ )

	主脚 a	主脚 b	主脚 c	主脚 d
基礎の上下変位 ( $\times 10^{-6} \text{ m}$ )	1.13	1.46	1.66	1.30
主脚下端の軸力 ( $\times 10^8 \text{ kgf}$ )	0.49	0.46	0.47	0.54
ばね定数 ( $\times 10^8 \text{ kgf/m}$ )	4.34	3.13	2.82	4.17



(a) 鉄塔 I (架線後)



(b) 鉄塔 I (架線後)

図一九 パワースペクトル図

ここでは、観測によって得られたパワースペクトル図の一部しか示さないが、その特徴を簡単に述べると以下のとおりである。

各測点のパワースペクトルは、架線の振動の影響を受けて、架線の架設前のそれに比べると鉄塔の固有振動数以外の振動数のところにも多くのピークが現われている。前項の起振機試験のときの共振曲線と同様にピークの数は 4 Hz 以下の低い振動数では少なく、それ以上の振動数のところでは多い。もし、このスペクトル図だけから鉄塔の固有振動数を同定しなければならぬとすれば、それには非常に慎重なデータの処理と総合的な判断とが必要である（たとえば、振動型の直交性の検討を行うなど）。

また、架線の振動に基づくパワースペクトルのピーク値を比較することによって（図-9(a), (b) 参照）、一般的傾向として、耐張型の鉄塔（鉄塔 I, III）においては、架線方向振動の場合の方が架線直角方向振動の場合より架線振動の影響をより強く受けてピーク値の数が多いが、懸垂型の鉄塔（鉄塔 II）においてははいずれの場合もその影響が少ない。

常時微動観測によって得られたパワースペクトルを処理して得た各鉄塔に対する固有円振動数と減衰定数をそれぞれ表-2 および表-3 の第 6, 7 欄に示す。減衰定数については振動次数および振動方向によっては起振機試験から得られた値と多少差のある場合もあるが、固有振動数については両者はよく一致しているといえよう。

さらに、振動型については、本論では図示しなかったが、起振機試験の結果と比較的よく一致していた。

#### (4) 振動試験結果に対する考察

本節では、前節までに得られた振動試験結果について若干の考察を行う。

(a) 図-7, 8 から明らかなように、起振機を設置した鉄塔 II は懸垂型であるためにその共振曲線は比較的単純であるが、鉄塔 I, III は耐張形であるためにその共振曲線には当該鉄塔の固有振動数以外の振動数においてもピークが生じている。これらのピークは 2 種類に分けることができ、1 つは架線を通じて鉄塔 II の共振時におけるエネルギーの供給を受けたために生じたピーク、他は架線の共振時においてそのエネルギーを直接受けたために生じたピークである。鉄塔 II については、起振機が設置されている関係から、他の 2 基の鉄塔のそれぞれの共振時において架線を通じて鉄塔 I および III から鉄塔 II に供給されるエネルギーに比べて、起振機から鉄塔 II へ供給されるエネルギーの方がはるかに大きいため、前者の影響が図中には現われていないものと考えられる。しかし、図-7 (b) および図-8 をみれば、架線の振動に起因するピークは生じており、特に 6 Hz 以上の高い振動数領域においてそれが顕著である。

本論では、鉄塔自身の共振に基づく共振曲線上のピー

クと架線あるいは他の鉄塔の共振によって強制されたそれとの区別は次のようにして行った。すなわち、いま 1 つの鉄塔について、その各測点で得られた共振曲線を用いて、それがピーク値を示すすべての振動数に対して、それぞれその振動型を求め、これらの振動型の間に直交性が成立するかどうかを調べ、比較的高い精度で直交性が成立する場合に、その振動数がこの鉄塔の固有振動数であると判断した。また、架線の振動に基づく共振曲線上のピークの同定については、特に測点 K-2 の共振曲線を参考にした。

(b) 本来、架線架設後の鉄塔-架線系の振動においては、鉄塔と架線との間に動的相互作用が生じているはずである。いま、鉄塔-架線系において、その中の 1 つの鉄塔を対象にしてその振動を論ずるときには、この鉄塔に結合されている架線は質量を有するばねとみることができるから、当然その質量作用とばね作用とを同時に考慮する必要がある。しかも、一般にこれら両作用は振動数によってその大きさと位相とが変わるいわゆる振動数特性と位相特性とを有しているので、その取扱いが非常に面倒になる。

さて、表-2 から、架線架設前後における鉄塔の固有振動数を比較してみると、同じ振動次数については両者の差は小さく、高々 5~6% であるといえる。また、図-6 をみると振動形についてもその差は小さく、架線架設前後において、鉄塔の振動形はほとんど変化しないといってもよいようである。

実測によって得られた上記の結果から判断する限りにおいては、本論で取り上げた懸垂形の鉄塔-架線系に対しては、鉄塔の固有振動数近傍においては、架線との動的相互作用は弱く、ほとんどそれを無視してもよいといえる。

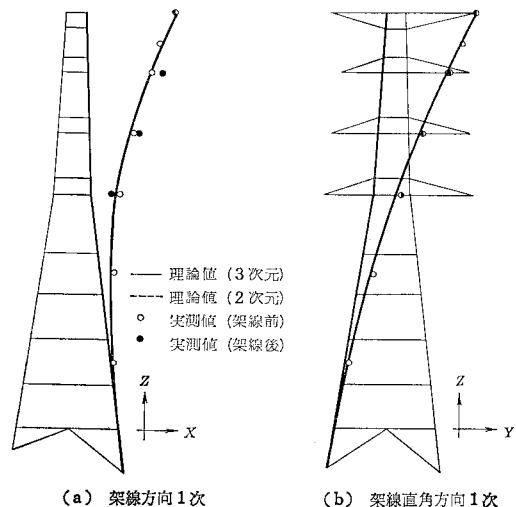


図-10 鉄塔の振動形（鉄塔 I）

耐張形鉄塔の共振点において、架線の架設前後における鉄塔の振動形の一例を図-10(a),(b)に示した。同図から、架線方向に関しては、第1次振動の場合、架線によって、鉄塔の天端が拘束を受けていることがわかる。他の振動回数については、逆に天端の変位が助長されるような場合もある。また、架線直角方向に関しては、両者の間にほとんど差は認められない。

上記の結果によれば、懸垂形の鉄塔の固有振動数と振動形はいずれも架線の架設前後においてほとんど変化しないと考えてもよいので、このような鉄塔-架線系の耐震性を算定する際には、近似的に架線架設前の固有振動数と振動型とをそのまま採用してもよいといえる。したがって、懸垂形鉄塔-架線系において鉄塔の地震応答を求めるには、鉄塔単体を対象として、それが地盤からの地震波を受ける場合に対する応答を計算すればよいことになる。しかし、耐張形鉄塔の振動特性および地震応答を求める場合には、架線のばね作用と質量作用とを考慮した解析が必要である。このことについては現在研究中であり、稿を改めて発表する予定である。

(c) 減衰定数に関しては、表-3 から、架線架設前に対して 0.2~1.5%、架設後に対して 0.5~2% であり、一般にわずかに架線架設後の方が大きいといえるが、減衰定数の値そのものはいずれの場合もかなり小さい。しかし、この場合の減衰定数の値は微小振動時のものであることに注意する必要がある。

(d) 図-6(d)~(f) から、架線直角方向の振動に対しては、腕金の回転の影響がかなり大きいことがわかる。このことは、この種のトップヘビィな大型鉄塔に対しては一般にいえることであり、鉄塔の動的挙動を求める際には腕金の回転の影響を考慮に入れる必要がある。また、図-6(a)~(c) から、低次振動においては、腕金自体の変形はほとんどないものと考えてよいようである。

(e) 表-4 をみれば、共振時の鉄塔Ⅱの各主脚のひずみ量に関しては、測定誤差を考えれば、それらの間には大きな差はなく、各主脚はほぼ同じオーダーのひずみを生じているといってもよいであろう。

(f) 表-5 から、鉄塔Ⅱについては、その基礎の上下方向のばね定数は非常に大きく、低次振動に対しては、鉄塔の基礎は固定されていると考えてもよいと思われる。

### 3. 鉄塔の振動特性の解析と地震応答計算

前章において懸垂形鉄塔の振動特性（固有振動数および振動形）に関しては、架線架設前後においてそれらの値はほとんど変化しないことが実測によって明らかにさ

れたので、本章では、超高速電鉄塔に対する合理的な耐震設計法に関する基礎的な資料を得る目的で単体鉄塔について平面トラスとしての2次元解析および立体トラスとしての3次元解析を同時に行ってそれぞれの場合に対してその振動特性を求め、さらに応答スペクトル法による地震応答計算を行って、鉄塔の耐震性について若干の考察を行った。考察の対象とした鉄塔は懸垂形鉄塔Ⅱである。

#### (1) 解析上の仮定および境界条件

鉄塔の動的解析に際して採用した仮定は、次のとおりである。

(i) 鉄塔をトラス構造と考える。したがってたとえば各節点はヒンジ結合とするなど、一般にトラス構造に関する仮定が成り立つ。

(ii) 各部材の重量はその1/2を両節点に集中させる。

(iii) ボルト、ガセットプレート等の重量および踊場などの付帯設備の重量は、いずれも近接のトラス部材の重量に加算する。

(iv) 鉄塔の3次元解析に際しては、立体トラスとして不安定な構成部材を有している場合はすべてこれを取り除くかまたは適当に部材と部材の節点を取り除いて安定な立体トラスに置換して解析を行う。

(v) 鉄塔の2次元解析に際しては、主構面をその2つの支点を通る鉛直面に投影したときにできる平面トラスを解析の対象として選ぶ。

(vi) 鉄塔の2次元解析に際しては、相対する2つの構面はそれぞれ互いにより近いすべての部材の重量を受け持つものとした。


(vii) 鉄塔の4つ（2次元解析の場合は2つ）の支点（地表面上の節点）ではその主脚の軸方向の変位が拘束されている。

上記の仮定をもう少し詳しく説明すると次のとおりである。

仮定(i)について：本鉄塔の4本の主脚は連続した円形の中空パイプからなっており、厳密にはトラス部材とみなすことはできないが、この主脚自身の曲げ剛性は、主脚の伸縮に基づく鉄塔全体系としての曲げ剛性に比べてほとんど無視できるほど小さいものと考えられる。トラスとしての二次応力についても同様である。実際、鉄塔をラーメンとして解析した結果、低次の振動においては、後掲の表-6に示すように、その固有振動数および振動型について、両者の間にはほとんど差がないとみてもよいといえる。

仮定(iv)について：鉄塔は基本的には、4つの平面トラス（主構面トラス）から構成された中空の四角柱で



あり、ところどころに平面トラスからなる節を有する立体構造物であると考えることができる。平面トラスには、面内荷重に対しては安定であるが、面外荷重に対しては不安定なものがある。たとえば、型のトラスなどである。本論ではこのようなトラスについては斜材の交点である節点は存在しないものとしてこれを取り除いて解析を行った。立体トラスとして不安定な構成部材を有しており、しかもこのような修正のきかない場合には適当に部材を取り除くことによってこれを立体トラスとして安定な構造物に変換した。このようにして取り除かれた部材が全体の剛性に寄与する割合は非常に少ないと考えられる。ただし、取り除いた部材の質量はその近傍の部材の質量に加算した。

仮定(v)について：鉄塔の2次元解析においては、一般に主構面は同一平面上にないので主構面をそれに平行ないくつかの平面に投影し、続いてそれを真直ぐに引き伸ばしたときにできる平面トラスを解析の対象として選ぶということが行われている。しかし、鉄塔IIについては図-1(b)からわかるように、主構面とその支点を通る鉛直面とのなす角はいずれも非常に小さい。したがって、本論では、主構面トラスを上記の鉛直面に投影してできる平面トラスに置換し、これを解析の対象とした。

仮定(vii)について：表-5より、基礎の上下方向ばね定数は非常に大きいので、ここでは基礎は主脚の軸方向（ほとんど上下方向に近い）には剛であるとした。

(2) 解析方法および数値計算について

図-1(b)に示すような鉄塔を、立体トラスとして厳密に動的解析を行うことは取り扱う未知変数の多さ(約1000)のため、現在の大型計算機を用いるとしても非常に面倒な計算手続きが必要であり、しかも多大な計算時間を必要とするために、それは実用的であるとはいえない。本論においては部分構造法を用いて、解析を行うことにした。この解析法によれば、非常に少ない未知変数を用いて比較的高い解析結果を得ることができる。部分構造法についてはすでに文献(5)に詳論してあるので、ここではこれ以上述べないことにする。

鉄塔モデルは図-1(b)に示すように、I~Xの10個の部分構造に分割した。3次元解析の場合、節点総数は264、部材総数は738である。2次元解析の場合、架線方向の平面トラスについては節点総数は68、部材総数は103、架線直角方向のそれについては124と215である。

各部材の縦弾性係数はすべて等しく2.1×

10<sup>10</sup> kgf/m<sup>2</sup>とした。

地震応答計算は、強さ100 cm/s<sup>2</sup>の地震波が架線方向(x方向)に入力する場合と架線直角方向(y方向)に入力する場合の2通りの場合について行った。

入力地震としては日向灘沖に震央をもつ地震を想定し、震央距離  $\Delta=120\sim 200$  km、マグニチュード  $M=7.5\sim 7.9$ とした。地盤は現地の地盤を参考にして、第1種地盤とした。

応答計算には新耐震設計法(案)(建設省土木研究所、昭和52年)中の上記の条件に適する加速度応答スペクトルを用いた。

応答計算に際して採用した固有振動数の個数は、3次元解析の場合第1次から第8次までの8個、2次元解析の場合はいずれも第1次から第3次までの3個である。

減衰定数は実測結果を参考にして、3次元解析の場合には1~3次が0.01、4次以上はすべて0.005とした。2次元解析の場合はいずれも1次のみを0.01とし、2、3次は0.005とした。

(3) 地震応答計算および結果

表-6 鉄塔IIの固有振動数(Hz)  
(理論値と実測値)

振動次数	3次元解析 (トラス)	2次元解析		実測値 (起振機試験)	3次元解析 (ラーム)	備考
		架線方向 面	架線直角 内方向面			
1	1.079	—	1.089	1.14	1.114	架線直角方向曲げ1次
2	1.087	1.090	—	1.12	1.123	架線方向曲げ1次
3	2.179	—	—	2.06	2.706	ねじれ振動1次
4	2.953	—	2.966	2.91	3.037	架線直角方向曲げ2次
5	3.175	3.192	—	3.20	3.276	架線方向曲げ2次
6	4.731	—	—	4.34	5.002	ねじれ振動2次
7	5.541	—	5.551	4.95	5.679	架線直角方向曲げ3次
8	6.512	6.493	—	6.20	6.713	架線方向曲げ3次
9	7.472	—	—	—	7.783	ねじれ振動3次

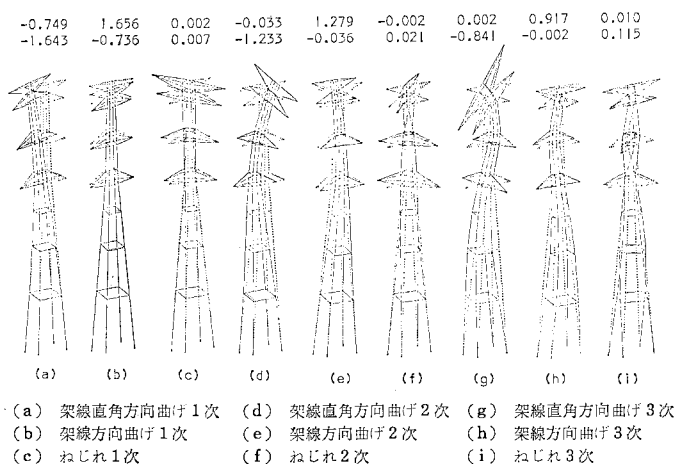


図-11 鉄塔IIの振動形(理論)とモード寄与率  
(上段は架線方向、下段は架線直角方向)

架線架設前の鉄塔Ⅱに対して、それをそれぞれ立体トラスおよび2種類の平面トラス（架線方向および架線直角方向に平行な面をもつ）にモデル化し、その応答を求めて、立体トラスによる3次元解析の結果と平面トラスによる2次元解析の結果とを比較検討して、若干の考察を行った。

一般に、構造物の耐震性を検討する際に最も重要な指標となるのは変位、加速度、応力などの最大応答値である。したがって本論では、応答スペクトル法を用いて鉄塔の最大地震応答値を求めた。

数値計算の結果得られた固有振動数を表-6の第3~5欄に示す。また、鉄塔を立体ラーメンとして解析した結果を同表の第6欄に示した。

3次元解析によって得られた振動形を図-11および図-6の実線で示した。2次元解析によって得られた振動形を図-6の点線で示した。

地震応答計算結果については、図-12に一括して示した。同図で実線が3次元解析、点線が2次元解析の場合である。図-12(a)~(d)は、鉄塔がそれぞれ架線方向および架線直角方向の地震入力を受けたときの加速度および変位の最大応答値を示し、(e)、(f)は主脚の応力の最大応答値を、(g)は主構面トラスの斜材の応力の最大応答値を示している。

(4) 結果の考察

(1) 表-6 から、低次振動では架線方向と架線直角

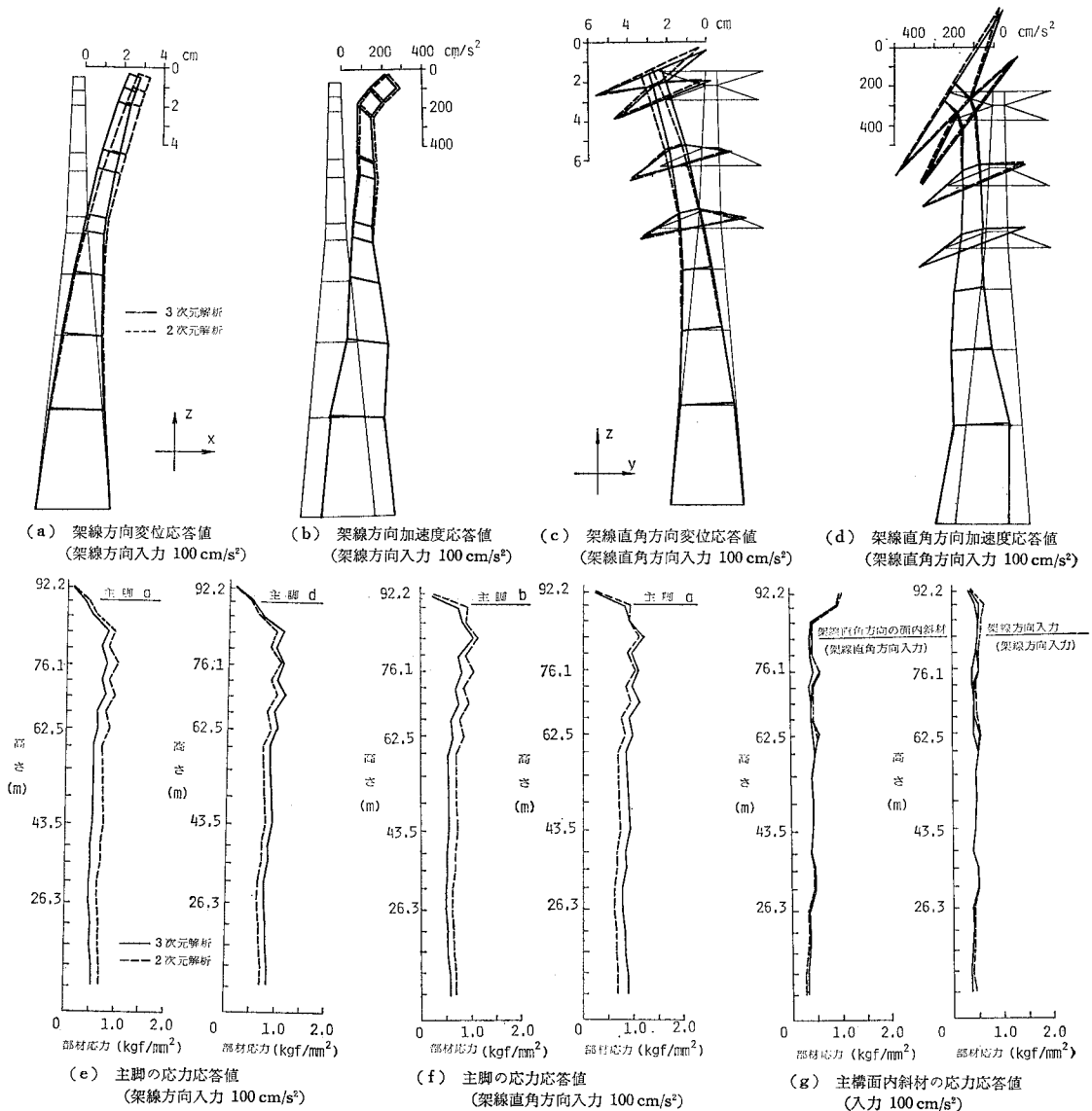


図-12 鉄塔Ⅱの地震応答計算値

方向の曲げに対する固有振動数は互いにほとんど等しいが、高次振動になると腕金の回転慣性の影響がきいてきて、後者の方が値が少し小さく現われている。

(2) また、表—6 から、鉄塔を立体ラーメンとして解析した場合と立体トラスとして解析した場合とを比べると、固有振動数については前者の方がわずかに大きな値を示すに過ぎない。ここでは示さなかったが、振動形については両者の差はほとんどないといってよい。このことは、主脚の曲げモーメントおよびトラスの2次応力が鉄塔全体の振動性状に及ぼす影響は、振動数が小さい領域ではほとんど無視してよいことを示すものである。

(3) 表—6 および 図—6 から、鉄塔の固有振動数および振動形については、3次元解析の結果と2次元解析の結果にほとんど差がないことがわかる。

(4) 表—6 および 図—6 から、固有振動数および振動形について、理論解析の結果と振動試験によって得た実測結果とはよく一致していることがわかる。これは本解析法の有用性を示すものであると考えられる。特に2次元解析の結果が実測値によく合うということは、本送電鉄塔程度の非対称性を有する鉄塔では、複雑な構造物の動的解析を非常に簡単化することができることを示唆するものである。

(5) 図—12 (a)~(d) から加速度および変位の最大応答値について、(e)~(g) からは各部材の応力の最大応答値について、そのいずれの場合についても、3次元解析の結果と2次元解析の結果とはほぼ一致しているといってもよいことがわかる。

応力応答値について両者の結果に多少の差が生じているのは、図—1 (b) に示すように本鉄塔の主脚の長さがそれぞれ少し異なっているためではないかと思われる。鉄塔が急斜面上に建設されるような場合には、主脚の長さの差が非常に大きくなる。このような場合については、本論の2次元モデルによる解析は適用できなくなるであろう。

また、主脚の応力値に比べて斜材のそれは一般に小さいことがわかる。なお起振機試験の際に、ひずみの測定によって得た主脚の応力の実測値(表—4)は計算値(図—12 (e), (f))に現われるほど各主脚の間で相違は現われていないが、実測値に内在する誤差を考えれば、大体の傾向は一致しているといってもよからう。

一般に、送電鉄塔のような塔状鋼構造物に対しては、その静的解析においては、近似的に立体構造を平面トラス構造に置換して解析することが行われているが、上記の考察から、動的解析の場合についても、近似的にはそれをそれぞれ架線方向および架線直角方向に平行な平面トラスに置換して取り扱ってもよいことが示されたと考えられる。このことは、この種の送電鉄塔の実用的な動

的設計を考える際に参考になる結果であろうと思われる。

#### 4. おわりに

前章までに得られた結果をまとめると以下のようになる。

(1) 連続する3基の送電鉄塔群に対して、架線の架設前後に2回にわたって常時微動観測および起振機試験を行った結果、微小振動の範囲内では、架線の架設前後における懸垂型鉄塔の固有振動数および振動形はほとんど変化しないことがわかった。これは、懸垂型送電鉄塔の耐震性を検討する際には、実用上、架線架設前の単体鉄塔の固有振動数および振動形をそのまま用いてもよいことを示すものである。

(2) 送電鉄塔を立体トラスにモデル化した場合と平面トラス(架線方向および架線直角方向に平行な2種類の主構面トラス)にモデル化した場合について、その振動特性を求め、さらに地震応答計算を行った結果、固有振動数および振動形については、振動試験による実測結果と2次元および3次元解析の結果の3者がよく一致しており、また、それぞれ加速度、変位および応力の最大応答値については、2次元解析の結果と3次元解析の結果とが比較的よく一致していることがわかった。

このことから、送電鉄塔のような多数の部材から構成された複雑な構造物に対して、耐震設計上の種々の検討を行う場合には、鉄塔の非対称性が小さい場合には、これをその取扱いが煩雑な立体トラスにモデル化しなくても、取扱いがはるかに簡単な平面トラスにモデル化して解析してもよいことが示唆される。

#### 参考文献

- 1) 石崎瀧雄・石田 昭・川村純夫：送電用鉄塔の実物実験について(1),(2),日本建築学会論文報告集,第81号,昭和38年1月,同第82号,昭和38年2月。
- 2) Kempner, Jr., L., R.C. Stroud and S. Smith: Transmission line dynamic/static structural testing, Proc. ASCE., Vol. 107, No. ST 10, October, 1981.
- 3) 小坪清真・鳥野 清：常時微動による構造物の振動性状解析,土木学会論文報告集,第222号,1974年2月。
- 4) 井島克志・高西照彦・鳥野 清・園田敏矢・小坪清真：超高速送電鉄塔の振動特性,九大工学集報,第53巻,第5号,昭和55年10月。
- 5) 小坪清真・高西照彦・鳥野 清・松下 淳：高橋脚3スパン連続トラス橋の地震応答特性,土木学会論文報告集,第266号,1977年10月。
- 6) 電気学会：送電用支持物設計標準 JEC-127-1979,電気書院,昭和55年8月。
- 7) 日本建築学会：塔状鋼構造設計指針・同解説,丸善KK,昭和55年9月。

(1982.3.29・受付)